Revista Internacional de
Ingeniería
de Estructuras

Vol. 24, 1, 39-71 (2019)

FIRST WORKS IN THE SEISMIC REINFORCEMENT OF PARKING LOT OF THE ULEAM

Roberto Aguiar[1,2], Fernando Del Castillo[3]

[1]Profesor. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción. Universidad de Fuerzas Amadas ESPE. Av. Gral. Rumiñahui s/n, Valle de los Chillos. rraguiar@espe.edu.ec
[2]Carrera de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.
[3]Constructora del Castillo, Manta, delcastilloborja@gmail.com

Received: January 2019. Accepted: February 2019

ABSTRACT

The main cause of the damage, during the earthquake of April 16, 2016 (M = 7.8), in the parking lot of the Laica Eloy Alfaro de Manabí University, was the presence of a short column in the central portico that has slabs at different levels. This article describes this problem and the way in which the structure will be reinforced.
The structure was designed with the criterion of strong beam-weak column, which is why there were fissures in the columns, which at first glance did not seem serious, but due to the volume of epoxy resin that was used, the damage was considerable. The damage generated loss of strength in the concrete of the columns, the same that was restored by the placement of epoxy resin and carbon fiber. In this way the columns were repaired and in this article it is indicated how the structure will be reinforced, so that it has a greater seismic capacity.

Key words: Repair and reinforcement of structures.

PRIMEROS TRABAJOS EN EL REFORZAMIENTO SÍSMICO DE PARQUEADERO DE LA ULEAM

RESUMEN

La causa principal del daño, durante el terremoto del 16 de abril de 2016 (M=7.8), en el parqueadero de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, fue la presencia de columna corta en el pórtico central que tiene losas a diferentes desniveles. En este artículo se describe este problema y la forma cómo se va a reforzar la estructura.

La estructura fue diseñada con el criterio de viga fuerte-columna débil, razón por la cual se produjeron fisuras en las columnas las mismas que a simple vista no parecían graves pero por el volumen de resina epóxica que se utilizó, el daño fue considerable. El daño generó pérdida de resistencia en el hormigón de las columnas, el mismo que fue restituido mediante la colocación de fibra de carbono. De esta forma se reparó las columnas y en este artículo se indica como se va a reforzar la estructura, para que tenga una mayor capacidad sísmica.

Palabras Claves: Reparación y Reforzamiento de estructuras.

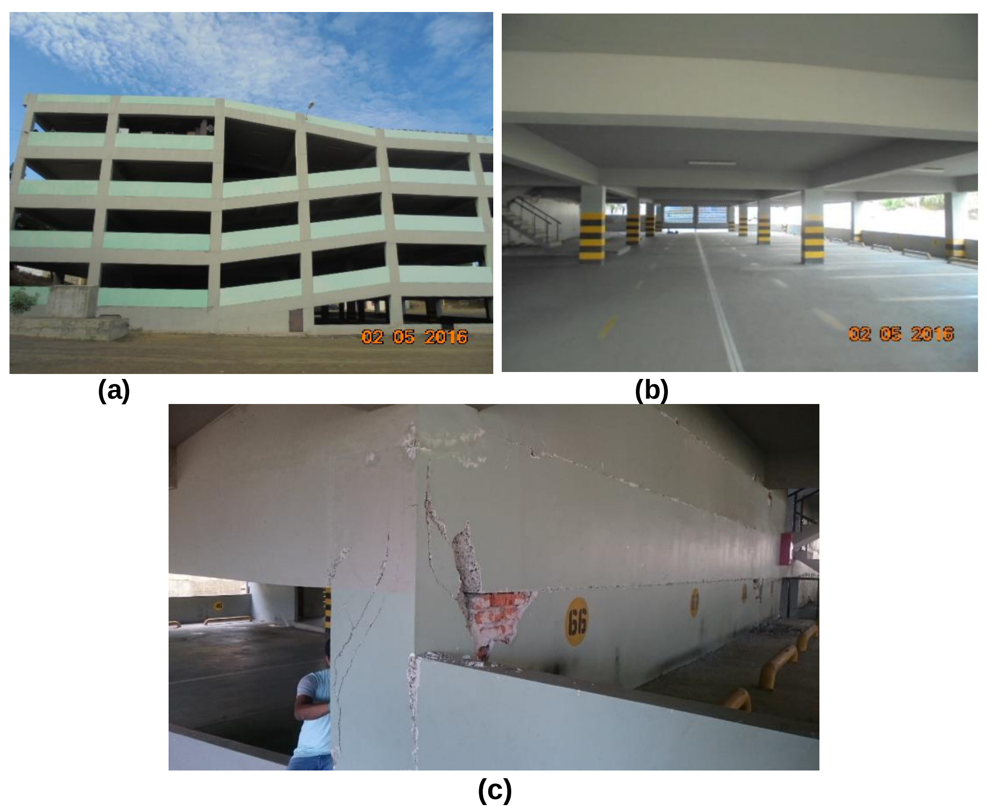
1. INTRODUCCIÓN

En la construcción de un parqueadero de varios pisos, se generan dos tipos de problema, el primero de ellos la generación de columna corta en el eje que contiene losas a diferentes desniveles y el segundo columna corta en los pórticos perimetrales.

El parqueadero de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, es un edificio relativamente nuevo, diseñado aproximadamente hace una década, se desconoce quién fue el Proyectista Estructural ya que “no existen planos estructurales”.

No se sabe si el calculista estaba consiente de la existencia de columna corta en el eje central, ya que por una parte colocó estribos entre 7 y 10 cm, en la columna pero por otro lado utilizó estribos de 8 mm, como se verá posteriormente.

Después del terremoto de abril de 2016, se generó daño en el eje central que contiene las columnas cortas, un daño considerable en las columnas de ese eje pero en los restantes ejes el daño parecía mínimo, inclusive después de las réplicas pero el momento de realizar las inyecciones con resina epóxica entró una gran cantidad de material que indica que el daño fue de consideración.



(c)

Figura 1 Fotos tomadas el 2 de mayo de 2016; a) Vista Posterior al ingreso del parqueadero; b) Vista de un nivel tipo; c) Eje Central el más afectado.

Las fotografías de las figuras 1 a y b, fueron tomadas dos semanas después del terremoto y en ellas no se aprecia daño en la fachada posterior y en un piso tipo. La figura 1 c, corresponde al eje central, que fue el más afectado así es como se veían las columnas cortas de la planta baja, se aprecia las losas a diferente nivel que llegan al Pórtico “D” que es el más afectado.



(a)

(b)

Figura 2 Columna B6 de Planta Baja; a) Estado de la columna a dos años del terremoto; b) Inyecciones realizadas con resina epóxica.

Indudablemente que las réplicas del terremoto de 2016, si afectaron a la estructura, pero no se observó un daño que pueda ser considerado importante. Prueba de ello es la columna B6 de planta baja, que se comenta a continuación. En la figura 2 a, se observa el estado de la columna dos años después del terremoto, se hicieron ensayos de esclerometría y se obtuvo un núcleo de hormigón (los resultados se muestran posteriormente) lo que ahora se pretende ilustrar es que está columna aparentemente no tenía un daño considerable, cuando vino la gente encargada de hace las inyecciones y colocaron las mangueras si llamó la atención la gran cantidad que colocaron, las mismas que se ven en la fotografía izquierda de la figura 2 b; en la fotografía de la derecha se ve que desde el interior del edificio están realizando la inyección con resina epóxica y al hacerlo éste líquido viscoso atravesó todo el ancho de la columna (40 cm) en menos de 10 segundos y salió por la otra cara. Eso demuestra que internamente estaba bien dañada la columna.

La recomendación es que si se observa fisuras en un elemento estructural de alrededor de 1 mm, no se piense que solo es a nivel de recubrimiento y no se presta atención; es importante llamar a un especialista para que dé su punto de vista y proceder a reparar con resina epóxica.

En pocas palabras, el reforzamiento de la estructura del parqueadero consiste en encamisar con acero las columnas del Pórtico D (Eje central que contiene losa a diferente nivel, figura 1 c). Colocar diagonales de acero en forma de V invertida en 8 vanos perimetrales (dos en cada una de las fachadas) y en los tres pisos superiores se va a colocar disipadores de energía TADAS sobre contravientos de acero.

En este artículo más se indica la forma como se está reparando las columnas que fueron los elementos dañados debido a que la estructura fue diseñada con el criterio de viga fuerte-columna débil. De tal manera que no existe daño en vigas.

Dos palabras son importantes resaltar la una es reparación y la otra es reforzamiento. En la reparación se "devuelve" la rigidez y resistencia que perdió el elemento estructural y en el reforzamiento se incrementa la rigidez de la estructura y capacidad sísmica para que tenga un buen comportamiento sísmico ante sismos más grandes que pueden registrarse en la zona. Aguiar *et al.* (2006)

2. COLUMNA CORTA

Cuando se habla de columnas cortas se piensa inmediatamente en una estructura de hormigón armado que tiene ventanas que van de columna a columna y cuya altura h es menor o igual a un cuarto de la altura de piso $(h \leq 0.25\ H)$. Si la altura de la ventana es menor a $0.5\ H$. Siendo H la altura de piso, también se tiene problema de columna corta aunque es menos crítica que el caso anterior. En la figura 3 se ilustra lo enunciado en este párrafo. GNDT (1986)

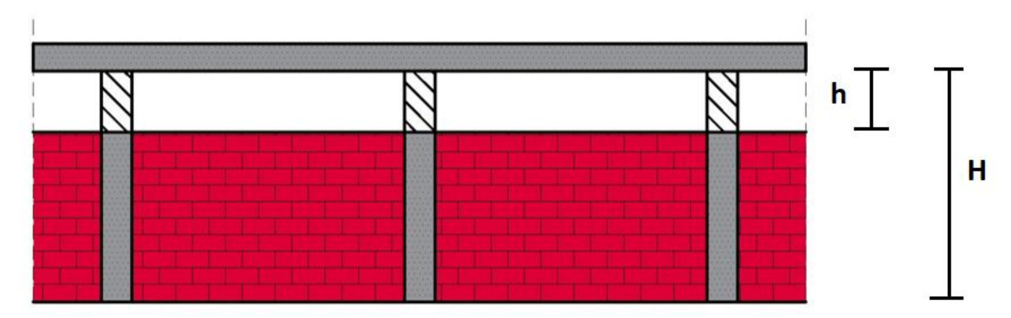


Figura 3 Problema de Columna Corta. Fuente: Aguiar (2018).

Pero la falla de columna corta, se da también, sin tener mampostería a los lados, como se ve a continuación.

La topografía del lugar en que se encuentra el Parqueadero de la ULEAM originó la construcción de pequeños muros de hormigón armado para sostener la tierra que está a su alrededor. Esto lo hicieron como se indica en la figura 4 a, donde se aprecia que $h > 0.5\ H$ luego no debería existir el problema de columna corta pero

existe debido a que el muro es totalmente rígido en comparación con la rigidez de la columna. En otras palabras, durante el terremoto de 2016, el muro como tal se movió poco en comparación al desplazamiento de la columna, tuvo un apoyo que le impedía desplazarse lateralmente en la parte que no tiene muro; esto originó la creación de mayores esfuerzos que llevaron a tener daño en las columnas.

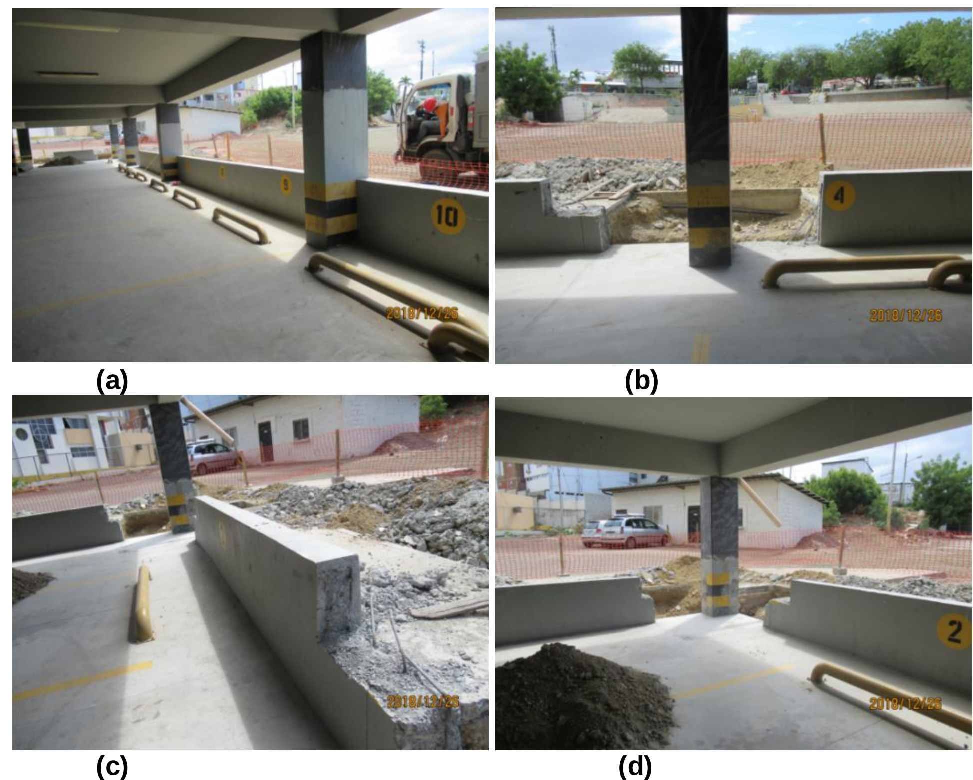


Figura 4 a) Muros perimetrales acoplados a la estructura; b) Separación de los muros en una distancia de 1 m; c) Armadura longitudinal de los muros perimetrales de planta baja; d) Columna desacoplada de los muros.

Por cierto, en todas las fotografías de la figura 4, se aprecia que en la parte superior se ha reforzado con fibra de carbono, tema que se hablará posteriormente. En la figura 4 b, se observa que se han desacoplado los muros perimetrales, para lo cual estos han sido cortados a una distancia de 1 m. En la figura 4 c, se ve la armadura vertical de los muros. La forma del corte del muro en forma de grada es para la colocación de las diagonales de acero que contempla el reforzamiento.

Estos son muros de contención que debieron ser construidos no acoplados a la estructura, sino que en la parte exterior con una separación de 5 cm, de las columnas. Esta también es falla frecuente, en este caso el muro tiene pequeña altura; en otros casos, cuando se construye en un terreno a desnivel se necesita un muro de contención pero no se lo debe acoplar a la estructura para evitar el problema de torsión. Si se van a tener muros en los cuatro lados el acoplamiento es beneficioso pero si solo va a ver muro en un solo lado, el problema es crítico; el muro debe construirse por la parte posterior de las columnas.

Ahora bien, en la reconstrucción todos los muros de la planta baja deben quedar desacoplados para lo cual se deben cortar a un metro de distancia de las columnas y en ese tramo construir un nuevo muro que se encuentre a 5 cm, de las columnas. Para terminar con la explicación de las fotografías de la figura 4, se debe indicar que en la figura 4 d, se observa una columna esquinera desacoplada de los muros y en el piso se ve las huellas del reforzamiento de los plintos, que era indispensable realizar.

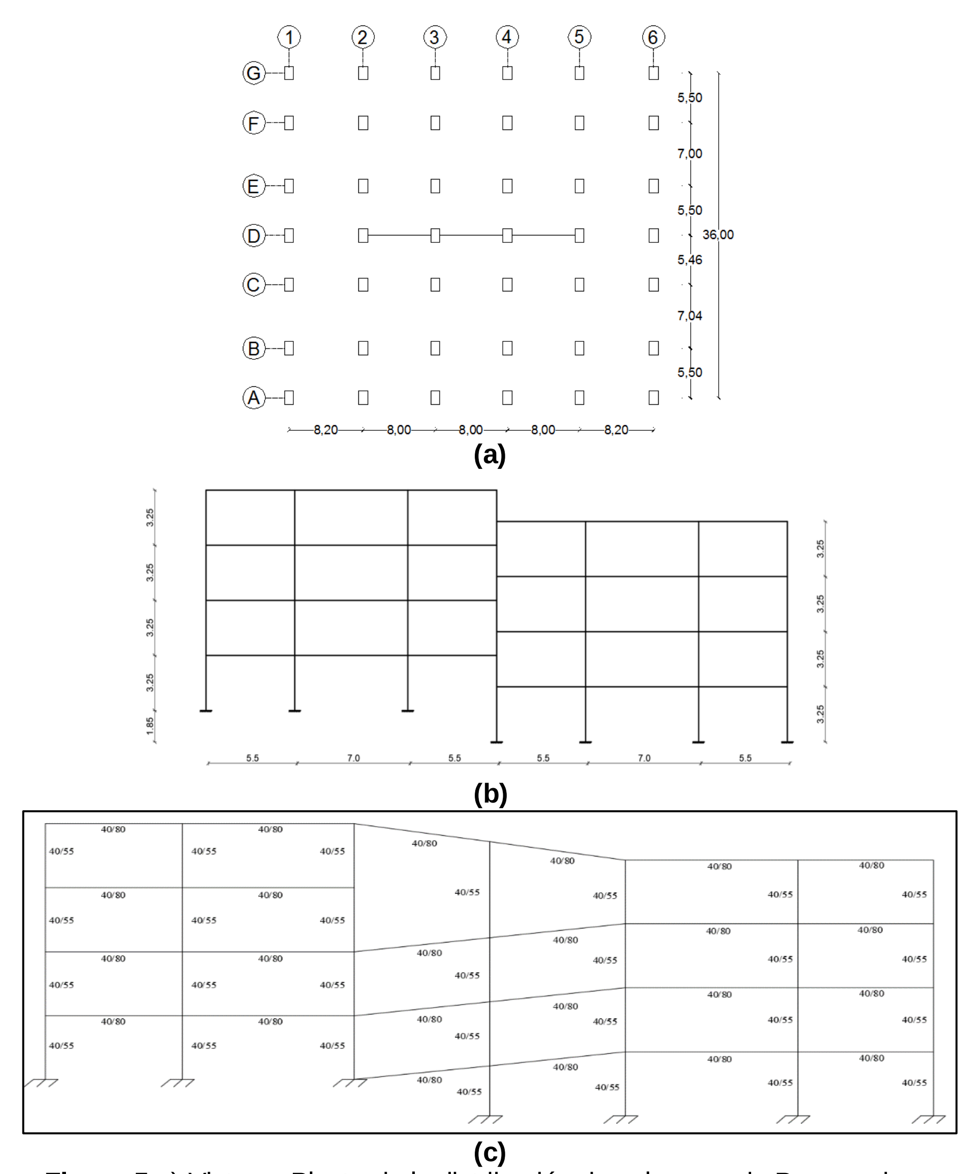


Figura 5 a) Vista en Planta de la distribución de columnas de Parqueadero; b) Geometría de los pórticos interiores 3 y 4; c) Geometría de los pórticos exteriores 1 y 2, el 1 es el de figura 1 a.

3. COLUMNA CORTA EN EJE CENTRAL

El objetivo del presente apartado es ilustrar donde se crearon columnas cortas, a más de las perimetrales ya indicadas, para esto en la figura 5 a, se muestra la distribución de ejes de columnas. En planta la estructura es prácticamente cuadrada tiene 40.40 m, en una dirección y 36 m, en la otra dirección.

El pórtico crítico es el D ya que tiene losas a diferente altura a los dos lados como se observa en las figuras 5b y 5c. Los carros circulan entre los ejes 1-2 y 5-6, esta es la razón por las cuales la línea que se ha dibujado en el Eje D, no llega a los extremos. En los pórticos interiores 3 y 4, se observa la presencia de columna corta en el eje central (que corresponde al eje D)

En las fotografías de las figuras 6 a y b, en forma de cruz, las vigas y columnas de hormigón armado y los rellenos de mampostería se ven fracturados. Entonces es importante ver que se generan columnas cortas en el eje central D. En la figura 6 c, se presenta un modelo que sirve ilustra la altura de mampostería de ladrillo y la altura de las vigas de hormigón armado.

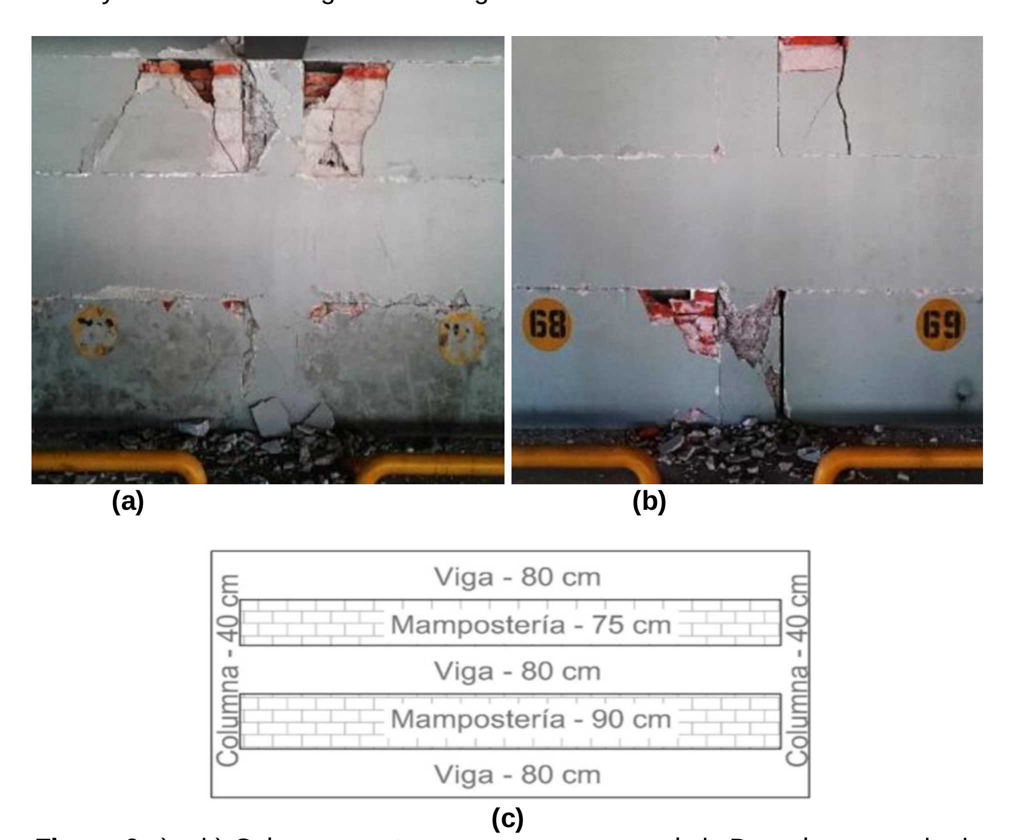


Figura 6 a) y b) Columnas cortas que se crearon en el eje D por la presencia de vigas a nivel de losa y en la parte central; c) Modelo de las alturas de las vigas y mampostería que dio origen a las columnas cortas.

Cuando se realizó la inspección del Parqueadero, inmediatamente después del terremoto de 2016, se pensaba que en el eje D, la mampostería estaba compuesta por un ladrillo macizo de 20 cm, de espesor pero en el reforzamiento se vio que el ancho de la pared es de 40 cm, y está formada por dos paredes de ladrillo

de 12 cm, de espesor, las mismas que aparecen en la figura 7 a. Nótese que en la mitad existe una separación de 16 cm, y aparecen unas varillas longitudinales del muro inferior. Esta fotografía fue tomada en el tramo comprendido entre los ejes 5 y 6 del Eje D, prácticamente a la entrada al parqueadero.

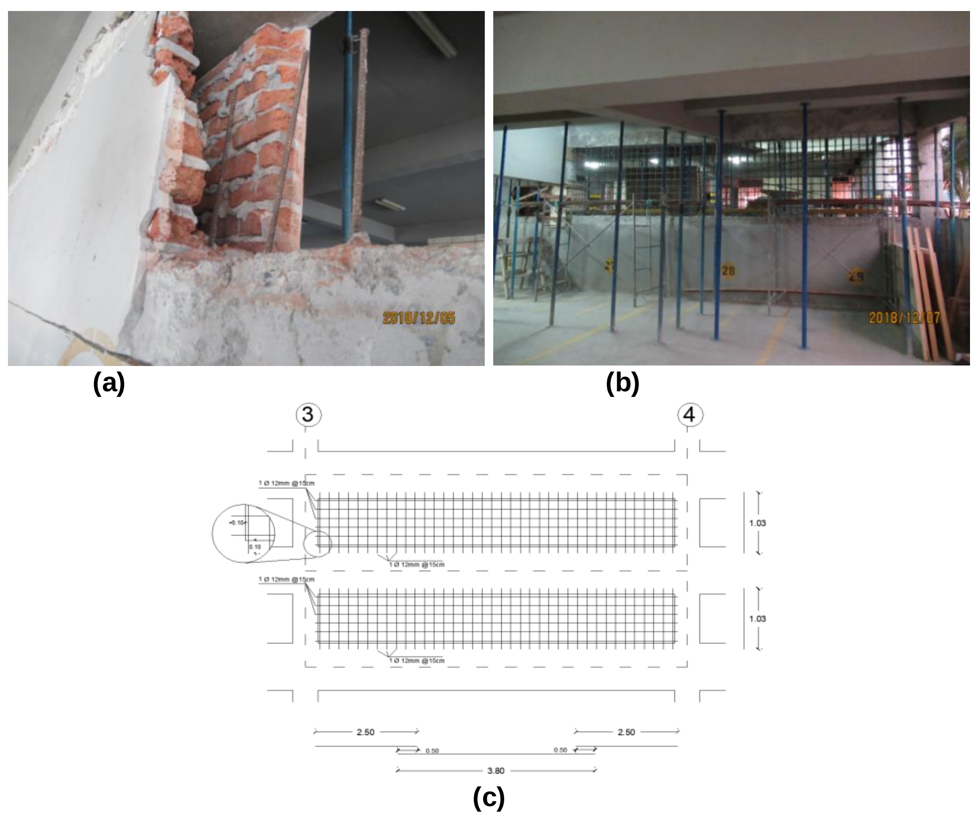


Figura 7 a) Doble pared con ladrillo de 10 cm, en eje D; b) Armadura de un tramo de muro de eje D, entre ejes 5 y 6; c) Esquema de reforzamiento para crear un eje de hormigón armado en Pórtico D (Muro de corte de 20 cm, de ancho)

La figura 7 b, corresponde al tramo que se hace mención en el párrafo anterior y se ve el armado del muro con doble malla, horizontal y vertical. Esta malla se muestra en la figura 7 c, y se ve que **la intención es eliminar la mampostería de ladrillo y que todo el eje D, desde el eje 2 hasta el 5, sea un solo muro de corte de 20 cm, de espesor.**

La armadura horizontal está anclada en las columnas y la vertical en las vigas; la longitud de anclaje es de 12 cm. Antes de continuar se debe manifestar que no se construyó la malla con varillas de 12 mm, como se indica en la figura 7 c, sino que se utilizó varillas de 10 mm, de diámetro, ya que con esta cantidad se supera con el requerimiento de armadura mínima.

$$0.04 \geq \rho_{vm} \geq 0.0025$$

En efecto, 1Ø de 10mm @ 15cm nos da una cuantía de acero igual a 0.0044 y es 1.6 veces la cuantía mínima.

En el muro de la figura 7 b, se colocaron dos varillas de acero en forma diagonal para que tenga un mejor desempeño sísmico. Esto se lo ve en la fotografía de la figura 7 b.



(a) (b) (c) (d)

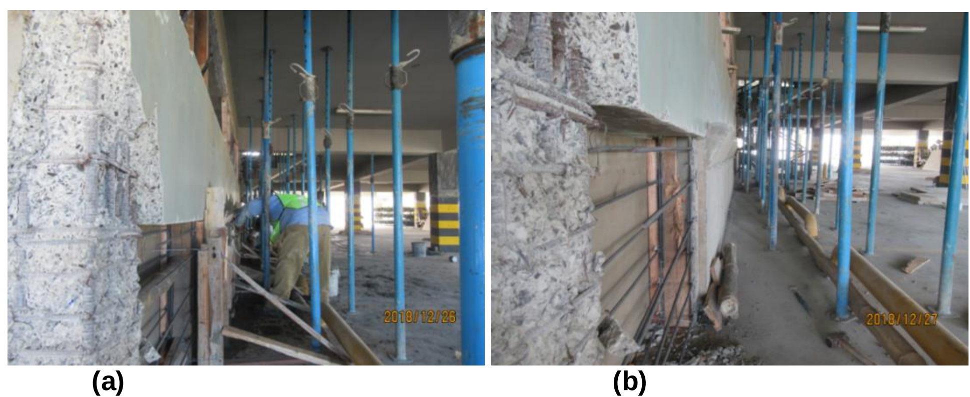
Figura 8 a) Armadura vertical compuesta por dos varillas para poder anclar 12 cm, en la viga superior e inferior; b) Inyección de epóxico antes de colocar la armadura horizontal del muro; c) Vista del tramo 5-6 se aprecia que entre columnas del eje D, se tienen vigas secundarias; d) Muro fundido en el tramo 5-6 en que se ve las vigas secundarias y vigas terciarias.

En la figura 8, se describe la forma cómo se colocó la armadura vertical y horizontal de los muros (se recomienda leer lo escrito en la leyenda). Lo que se destaca es que la losa tiene vigas principales de 40/80 cm, que van de columna a columna; vigas secundarias de 30/55 cm, en la mitad del vano y tiene vigas terciarias de 30/35 cm, que son ortogonales a las anterior. Todo esto se da en las rampas o losa inclinada del Parqueadero.

En el análisis sísmico solo se considera las vigas principales, para calcular la matriz de rigidez lateral de los pórticos no se toma en cuenta las vigas secundarias y terciarias, que indudablemente aportan a la rigidez de los marcos. Esto se puede considerar un factor de sobre resistencia positivo.

Pero también hay sobre resistencia negativa y esto es debido a que los muros que se están creando, no van de centro a centro de columna, porque simplemente es muy difícil la colocación del hormigón; los muros quedan al ras de

la viga, por lo que se tiene una excentricidad. En la figura 9, se explica la forma cómo se colocó el hormigón mediante un chaflán (forma triangular, en la parte superior) que se formó al colocar el hormigón, el mismo que se picará posteriormente. Lo cierto es que la rigidez de los muros de 20 cm, de espesor se bajó en 50% porque no están centrados y porque no es un muro con armadura continua.



(a) **(b)**

Figura 9 a) Colocación del hormigón mediante un chaflán que se hizo en la parte superior; b) Vista del chaflán una vez que ha sido quitado el encofrado. El chaflán (forma triangular que sobresale) se pica posteriormente.

4. COLUMNA CON MAYOR DAÑO D2 NIVEL 2.97

La columna con mayor daño es la D2, lógicamente se encuentra en el eje D; entre los niveles 2.97 m y 4.59 m. La columna se encuentra en el segundo piso y se trata de una **columna corta** de 80 cm, de altura; en la figura 10 a, se ve mayor longitud pero esto es debido a la viga del eje D que es de 80 cm, de peralte.

La falla que se dio en esta columna es de corte, esto se ve en la figura 10 b, donde se ha pintado con un marcador azul, las fisuras que ingresan al núcleo. La columna no quedó en el estado que se ve en las fotografías de la figura 10, para poder curar la columna mediante la inyección de resina epóxica se tuvo que limpiar todo el material suelto.

En la figura 10 c, se presenta el armado de la columna compuesta por 6 varillas de 22 mm y 8 varillas de 18 mm; los estribos son de 8 mm, espaciados entre 7 y 10 cm, medidos en obra (figura 10 d).

En el lado largo existe doble estribo y en el lado corto un solo estribo de tal manera que el área de las varillas de corte en el sentido de 40 cm, es 2*0.50= 1.0 cm^2, mientras que en el lado largo el área es 4*0.50=2.0 cm^2, La armadura de los estribos es muy baja, como se verá enseguida cuando se calcula la armadura de confinamiento. Esta es una de las causas para el mal comportamiento de la columna.

En la figura 10 a, se observa el lado corto de 40 cm; en cambio en las figuras 10 b y d, el lado largo de 60 cm.

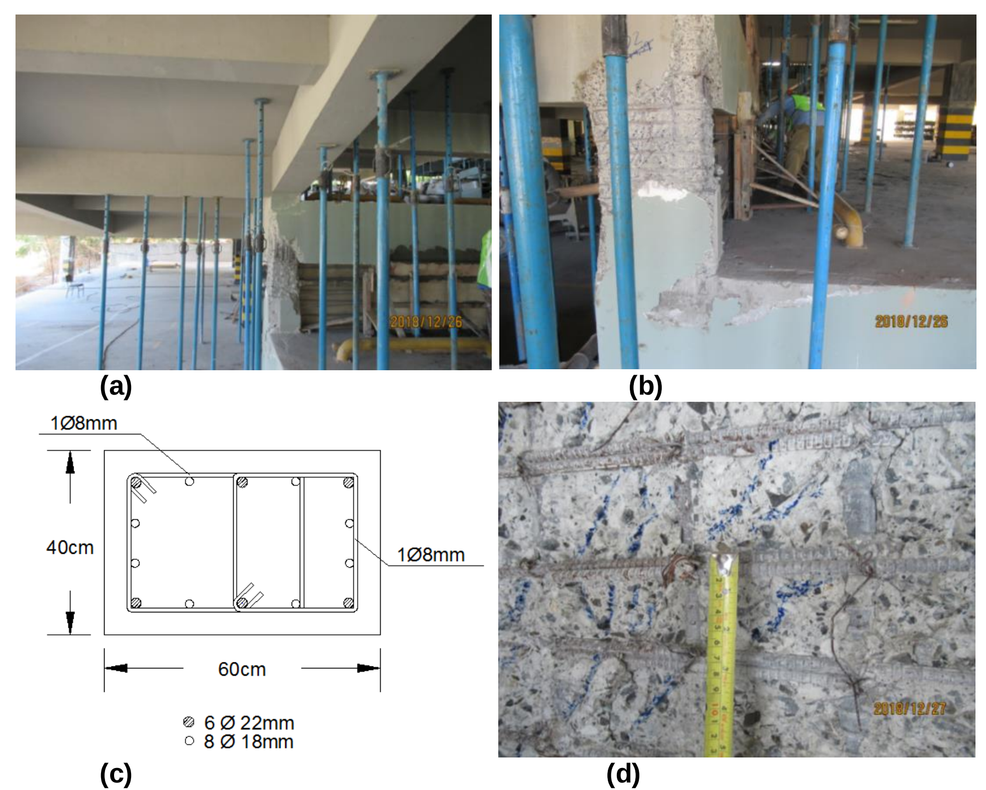


Figura 10 Columna con mayor daño en el Eje D2, entre los niveles 2.97 y 4.59 m (segundo piso) a) Vista de la columna en que se aprecia la rampa; b) Fisuras de corte a 45 grados y longitud de 80 cm, debido a que en la parte inferior existe un muro y en la superior la viga del eje D que tiene 80 cm, de peralte; c) Armadura longitudinal y transversal de columna; d) Estribos en la columna corta de 8 mm de diámetro y espaciados entre 7 y 9 cm.

Ojala sirva de lección que no se debe utilizar varillas de 8 mm, de diámetro como estribos. El diámetro mínimo estipulado por el ACI 318 es de 10 mm. Esto por un lado y por otro que se debe cumplir con la armadura mínima de confinamiento que se indica a continuación.

- Espaciamiento de estribos s

$$s \leq \frac{b_{col}}{4}; 6\, d_{long};\, s_o \tag{1}$$

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right); 150$$

Donde b_{col} es la menor dimensión de la columna; d_{long} es el menor diámetro de las varillas longitudinales; h_x es la distancia centro a centro de las varillas verticales sostenidas por los estribos. (Caiza y Cevallos 2015). Para la columna D2, se tiene $b_{col} = 40\ cm; d_{long} = 1.8\ cm$. Con estos datos el espaciamiento de los estribos tiene que ser de 10 cm, que cumple.

- Armadura de confinamiento A_{sh}

$$A_{\boldsymbol{sh}} \geq A_{sh1};\ A_{sh2} \quad (2)$$

$$A_{sh1} = 0.33 * s * b_c * \frac{f_c'}{f_y}\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * s * \ b_c\ \frac{f_c'}{f_y}$$

Donde: s es el espaciamiento de los estribos; b_c es la dimensión perpendicular al área de los estribos que se calcula; f_c' es la resistencia a la compresión del hormigón; f_y es el límite de fluencia del acero transversal; A_g es el área gruesa; A_{ch} es el área del hormigón confinado.

- Cálculo de Ash para $b_c = 60\ cm$

$$A_g = 40 * 60 = 2400\ cm^2 \qquad A_{ch} = 30 * 50 = 1500\ cm^2$$

$$A_{sh1} = 0.33 * 10 * 60 * \frac{240}{2800}\left(\frac{2400}{1500} - 1\right) = 10.18\ cm^2$$

Si el límite de fluencia del acero de los estribos es 4200 $\frac{kg}{cm^2}$, el valor de $A_{sh1} = 6.78\ cm^2$.

$$A_{sh2} = 0.09 * 10 * 60 * \frac{240}{2800} = 4.62\ \ cm^2$$

Al trabajar con 4200 $\frac{kg}{cm^2}$ el valor de $A_{sh2} = 3.09\ cm^2$

Por lo tanto, el valor de Ash es 10.18 cm^2 si $f_y = 2800\ \frac{kg}{cm^2}$; para $f_y = 4200\ \frac{kg}{cm^2}$, el valor de Ash es 6.78 cm^2, cantidades muy distantes a los 2 cm^2 que colocaron. Con espaciamiento de 7 cm, de los estribos el valor de la armadura transversal es 7.12 cm^2 o 4.74 cm^2, para los dos tipos de fluencia del acero.

- Cálculo de Ash para $b_c = 40\ cm$

$$A_{sh1} = 0.33 * 10 * 40 * \frac{240}{2800}\left(\frac{2400}{1500} - 1\right) = 6.79\ cm^2$$

Con $f_y = 2800\ \frac{kg}{cm^2}$ se requiere 6.79 cm^2 y con $f_y = 4200\ \frac{kg}{cm^2}$ se necesita 4.52 cm^2. Colocaron 1.0 cm^2

5. REPARACIÓN DE COLUMNA D2 NIVEL 2.97

Producto del daño durante el terremoto de 2016, la columna D2, perdió resistencia y rigidez, la misma que fue reestablecida mediante las inyecciones de resina epóxica para las fisuras y con grout para el recubrimiento del núcleo de

hormigón. En la figura 11, se detalla los trabajos realizados desde la picada del recubrimiento en la parte inferior de la columna (figura 11 a) hasta ver cómo quedó la columna reparada (figura 11 d). De esta forma se **reparó la columna**, ahora se le debe incrementar la resistencia para que en un futuro terremoto se comporte adecuadamente, tema que se indica en el siguiente apartado.



Figura 11 Reparación de columna D2; a) Se quitó el recubrimiento de la parte inferior de la columna; b) Se realizó las inyecciones con resina epóxica; c) Con una brocha se coloca la pega de hormigón viejo a hormigón nuevo, mientras otro operario está probando los encofrados; d) Vista de la columna reforzada en que se colocó Grout.

6. REFORZAMIENTO DE COLUMNA D2 NIVEL 2.97

Para el reforzamiento estructural, se analiza en forma global, en tres dimensiones, se buscan estrategias para minimizar los desplazamientos laterales y por ende las derivas de piso. Luego de ese estudio se decidió encamisar con acero A36 de 15 mm, de espesor, la columna D2 (En todos los pisos). De esta forma se está aportando a incrementar la capacidad a corte y también a flexo compresión. En la figura 12 se muestra el encamisado de la columna; nótese que la placa se extiende hacia los muros en una longitud de 20 cm, y estas placas van unidas por una varilla roscada.

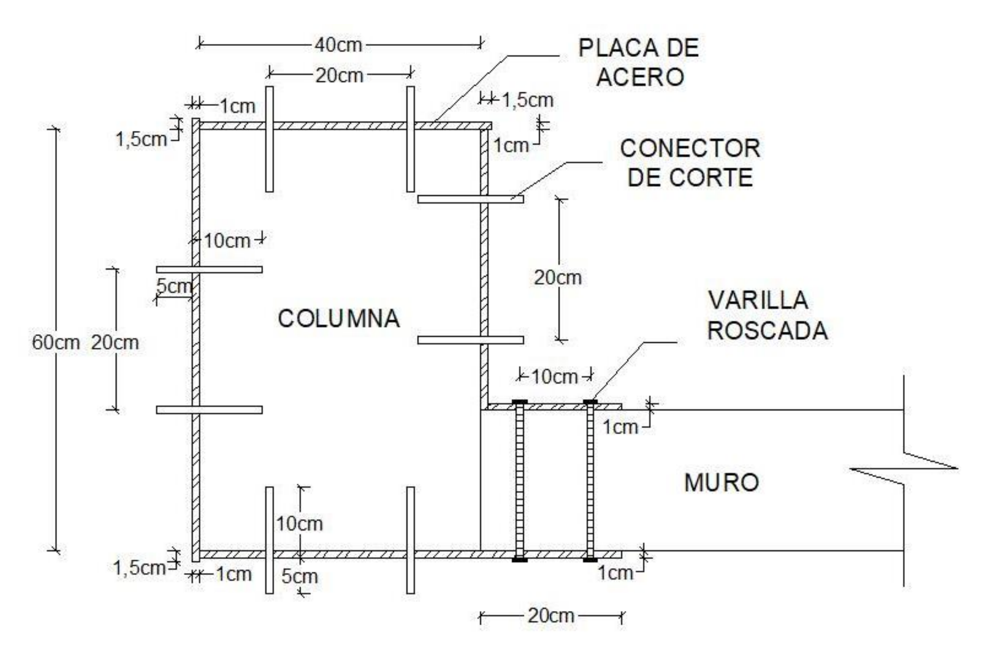


Figura 12 Columna D2 encamisada con acero A36 de 1 cm de espesor, en todos los pisos.

De igual manera se aprecian los conectores de corte que son pernos de 15 cm, de largo como los indicados en la figura 13, que corresponden a una columna en la cual se ha colocado un collarín (placas de acero en su contorno) donde se colocará posteriormente las Placas Gusset de soporte de las diagonales de acero en forma de V invertida.

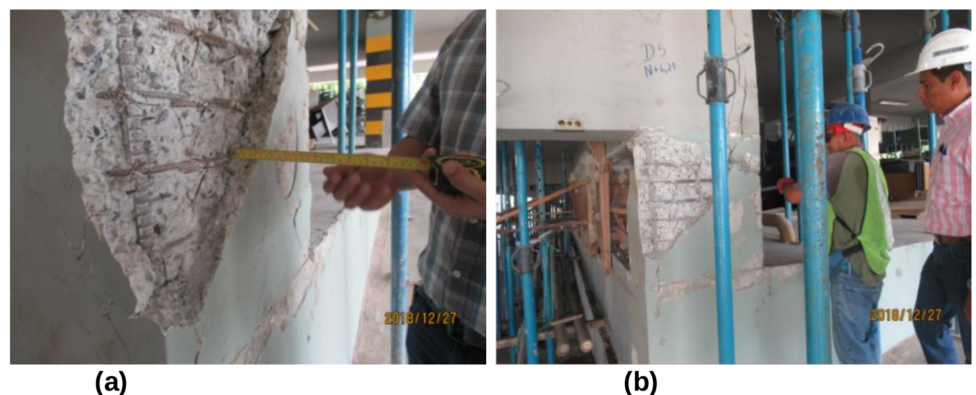


Figura 13 Pernos de anclaje químico de 16 mm, de diámetro y 15 cm, de longitud, para collarín en columnas donde van diagonales de acero en forma de V invertida.

7. ANÁLISIS DE COLUMNA SIMÉTRICA A LA DE MAYOR DAÑO

La columna D5 es simétrica a la columna D2, que tuvo mayor daño, se pensó que está también tendría igual daño, ya que también se trata de una columna corta, de las mismas dimensiones y con la misma armadura pero no fue así. El daño registrado en esta columna fue menor, ver figura 14 a, así es como quedó después

del terremoto; en la figura 14 b, se observa a un trabajador con la ayuda de una punta y combo removiendo el recubrimiento para poder inyectar resinas epóxica y reparar en forma similar a la D2 (en todos los pisos). Después de la reparación vendrá el reforzamiento idéntico a la columna D2.



(a) **(b)**

Figura 14 Columna simétrica a la más dañada en el mismo piso; a) Recubrimiento de 5 cm; b) Vista de columna corta cuando se quita el recubrimiento para rellenar las fisuras.

Estrictamente no son iguales el Pórtico 2 y el Pórtico 5; que contienen a la columna más dañada y la simétrica; esto se observa al ver las figuras 15 a, y 15 c, que corresponden al ingreso al parqueadero y la parte posterior del mismo.

El pórtico 1 es igual al 2 y en su parte superior tienen columnas esbeltas, ver figura 15 c, y la losa superior es como un mezanine. De tal manera que el Pórtico 2, tiene mayor carga que el Pórtico 5, esta es una de las razones por la que tuvo más daño.

Otra razón puede ser que no tuvieron la misma resistencia del hormigón; el sismo detecta los errores que deja pasar el fiscalizador del Proyecto y el calculista estructural.

Un principio fundamental en el reforzamiento de estructuras es que **el peso de la estructura reforzada debe ser ligeramente mayor al peso de la estructura original para ello se debe procurar eliminar todas las cargas innecesarias**; en este caso se decidió eliminar los antepechos de las fachadas que estaban conformadas por paredes de ladrillo de 15 cm, de ancho, las mismas que no estaban acopladas a la estructura (en la figura 15 b, se observa parte de los antepechos que todavía no han sido removidos). En la reconstrucción se colocará paredes y antepechos tipo Steel Framing que son mucho más livianos.

Al estar desacoplados los antepechos de la estructura (no existen chicotes en las columnas) no se tiene el problema de columna corta en los elementos verticales de fachada, pero era un riesgo para la estructura tener paredes desacopladas (tampoco tienen chicotes en la parte inferior de la pared) y podían voltearse. Por todo esto se decidió derrocar los antepechos (figura 15 b) al derrocarlo siempre se lastima un poco a la columna por lo que en la fotografía de la

figura 15 d, se observa a un trabajador resanando con la misma pasta epóxica que se coloca antes de realizar las infiltraciones para sellar las grietas.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 15 a) Ingreso a parqueadero, el pórtico que se ve es el 6 y el eje D se halla en sentido ortogonal en la mitad; se observa que se han quitado todos los antepechos de 15 cm, de ancho para disminuir peso; b) Vista de ingreso principal en algunos casos con antepechos; c) Vista posterior del parqueadero, se observa el pórtico 1; d) Resane de columna en sitio de antepecho con pasta epóxica.

8. REPARACIÓN DE COLUMNAS

El parqueadero tiene dos ingresos, uno de ellos solo es para la planta baja, se lo ve en la figura 15 b, no sube a los pisos superiores; el otro parqueadero si sube a los pisos superiores se lo aprecia en la parte derecha de la figura 15 a. Se hace esta acotación para indicar que la columna B6, que se presentó en la figura 2, se encuentra a la entrada de este parqueadero. Pero esta no fue la única columna en la cual la resina epóxica pasó de cara a cara de columna.

Por este motivo cuando se observan fisuras en los elementos estructurales no se puede decir son superficiales no pasa nada. Se debe examinar más a fondo, que venga un especialista, que se hagan inyecciones y si pasa lo que sucedió en la columna B6, significa que internamente tiene un daño considerable. **Esta es una alerta sobre la necesidad de reforzar la estructura**.

En el terremoto de 1998 de Bahía de Caráquez, algunas estructuras soportaron el sismo, es muy probable que aparecieron fisuras que no le dieron mayor importancia y a lo sumo realizaron inyecciones con resina epóxica y cuando se registró el terremoto de 2016, tuvieron demasiado daño y post terremoto fueron derrocadas. Aguiar y Zambrano (2018)

Para que esto no vuelva a suceder se insiste en que una cosa es reparar las columnas afectadas con inyecciones de resina epóxica y fibra de carbono y otra es incrementar la resistencia sísmica de la estructura mediante el reforzamiento estructural.

9. INCREMENTO DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

El objetivo de este apartado es conocer en cuanto se incrementa la resistencia del hormigón a compresión de las columnas, al haberse colocado una capa de FRP (Fiber Reinforced Polymer) para lo cual se presenta a continuación el modelo del ACI 440.

En la figura 16 se muestra, con línea continua, la curva de hormigón confinado con FRP propuesta por el ACI 440 (2008); con línea entrecortada se presenta la curva del hormigón no confinado, el mismo que tiene una resistencia máxima f'_c asociada a una deformación ε_0. La curva del hormigón confinado tiene dos pendientes o dos módulos de elasticidad E_c, E_2.

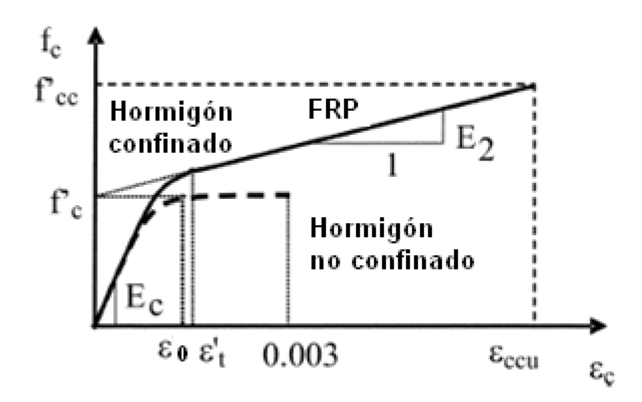


Figura 16 Modelo de hormigón confinado del ACI 440 - 2008

Por otra parte, la deformación máxima última del hormigón confinado con FRP es ε_{ccu}, la misma que se halla con la siguiente ecuación.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_0 . \left(1.5 + 12 . k_b . \frac{f_l}{f'c} . (\rho_\varepsilon)^{0.45} \right) \quad (3)$$

$$\rho_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{fd}}{\varepsilon_0}$$

$$f_l = \frac{2\, E_f \, .n \, .t_f \, .\varepsilon_{fd}}{D} \tag{4}$$

$$\frac{f_l}{f_c'} > 0.08$$

Donde: ε_0 es la deformación asociada a f'_c; n es el número de capas; t_f es el espesor de una capa de FRP; k_b es un coeficiente de forma que es igual a 1 para columnas circulares, para rectangulares se indica más adelante la forma de calcular; D; es el diámetro de la columna circular, para columnas rectangulares $D = \sqrt{b^2 + h^2}$ siendo b, h las dimensiones de la sección transversal de la columna; f_l es la presión de confinamiento. Para que el FRP sea efectivo la relación f_l/f'_c tiene que ser mayor a 0.08. Si es menor esta relación se debe incrementar el valor de f_l viendo las variables que intervienen en su formulación. Las restantes variables han sido ya definidas.

$$k_b = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{h}{b}\right)^{0.5} \tag{5}$$

Donde A_e es el área efectiva de confinamiento con FRP; la relación A_e/A_c se determina con la ecuación (6); h, b son las dimensiones de la columna.

El modelo teórico empleado para definir el área efectiva de confinamiento A_e en columnas rectangulares, se indica en la figura 17 y consta de cuatro parábolas, las zonas limitadas por las parábolas y los lados de la columna son aquellas donde el confinamiento es mínimo, mientras que en las esquinas y centro de la columna es más efectivo.

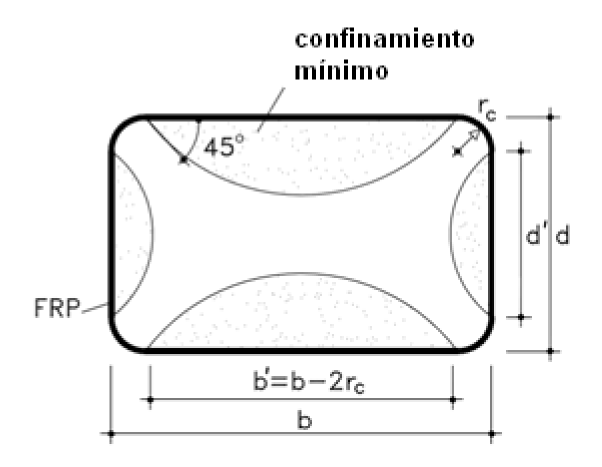


Figura 17 Modelo del área efectiva de confinamiento

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2\right]}{3A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g} \quad (6)$$

Donde r_c es el radio de curvatura de las esquinas; ρ_g es la cuantía de acero longitudinal; A_g es el área de la sección transversal de la columna.

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_g} \quad (7)$$

Donde A_s es la armadura longitudinal de la columna. Si ρ_g es muy alto, el reforzamiento con FRP no es tan eficiente por eso se recomienda que ρ_g sea menor al 3 %.

El valor de ε_{ccu} (deformación última del hormigón confinado) deberá ser menor a 0.01 para evitar el agrietamiento excesivo y la pérdida de integridad del hormigón. La resistencia del hormigón confinado con FRP, de acuerdo al ACI 440 se obtiene con la siguiente ecuación:

$$f'_{cc} = f'_c + \varphi\, 3.3\, k_a\, f_l \quad (8)$$

$$k_a = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{b}{h}\right)^2 \quad (9)$$

Todas las variables han sido ya definidas, restando indicar que el valor de $\varphi = 0.95$; es un factor de seguridad. Si $\varepsilon_{ccu} > 0.01$ el valor de f'_{cc} se halla con la siguiente ecuación derivada del modelo propuesto por el ACI-440.

$$f'_{cc} = f'_c + \frac{f'_{cc} - f'_c}{0.01} \quad (10)$$

Por otra parte, la pendiente, post fluencia, E_2 de la figura 12 se halla con la siguiente expresión:

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} \quad (11)$$

Falta definir la variable ε'_t, en la figura 16, que es la deformación de transición. En hormigón sin confinamiento esta deformación es igual a ε_0. Para hormigón confinado se halla con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon'_t = \frac{2\, f'_c}{E_c - E_2} \quad (12)$$

Los encamisados SikaWrap proporcionan confinamiento de tipo pasivo; es decir el esfuerzo o presión de confinamiento lateral es activado solo cuando la columna comienza a expandirse lateralmente por la compresión y agrietamiento vertical en la cara de tensión de la columna, lo cual extiende el dispositivo de confinamiento. También puede conseguirse un confinamiento de tipo activo a través del pre-tensado del tejido FRP antes de su aplicación.

Las propiedades del SikaWrap 600C, “curado” son las siguientes

$$E_f = 731000 \frac{kg}{cm^2} \qquad \varepsilon^*_{fu} = 0.0131 \qquad t_f = 0.1016\ cm$$

Donde: E_f es el módulo de elasticidad; ε^*_{fu} es la deformación última; t_f es el espesor; todo esto del SikaWrap 600C, que trabaja en una sola dirección.

- **Aplicación a columna B5 de planta baja**

Para el reforzamiento estructural, se extrajeron núcleos de hormigón, los mismos que fueron ensayados para determinar la resistencia del hormigón a compresión; de la columna descrita en el apartado anterior B6 en que la resina epóxica pasó de lado a lado, no se tienen datos pero si se tiene de la B5. En esta columna la resistencia del hormigón obtenida es $f'_c = 221.9\ \frac{kg}{cm^2}$. (Del Castillo, 2018) Para esta columna se quiere conocer en cuanto se incrementa la resistencia del hormigón con la colocación de una capa de FRP. Se consideró que la armadura vertical de esta columna es $6\ \emptyset\ 22\ mm + 8\ \emptyset\ 18\ mm$ (igual a la columna D2); la columna B5 es de 40/65 cm, con lo que la cuantía de acero $\rho = 0.0115$

- Datos

$$h = 40\ cm; \quad b = 65cm\ ; \quad f_c' = 221.9\ \frac{kg}{cm^2}; \quad \rho = 0.0115; \quad CE = 0.95;$$

$$r_c = 2cm; \quad k_e = 0.55$$

Las variables no definidas todavía, son: CE factor ambiental para interiores, con este factor se reduce la resistencia y deformación última del FRP; r_c es el radio de curvatura del redondeo de las esquinas; k_e factor de eficiencia de la deformación unitaria. Por otro lado el módulo de elasticidad $E = 10000\sqrt{f_c'}$; la deformación ε_o asociada a la resistencia f_c', se encontró con: $\varepsilon_o = {1.71\, f_c'}/{E}$

Con esta información, a continuación se presentan algunos resultados para que se siga el cálculo con el modelo del ACI 440

$$E = 148960\ \frac{kg}{cm^2}; \quad \varepsilon_o = 0.0025; \quad D = \sqrt{b^2 + h^2} = 76.32\ cm;$$

$$A_g = 40 * 65 = 2600\ \ cm^2$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \dfrac{\left[\left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2\right]}{3A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g} = 0.437$$

$$k_a = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{b}{h}\right)^2 = 1.1374$$

$$k_b = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{h}{b}\right)^{0.5} = 0.3379$$

$$f_l = \frac{2\ E_f\,.\,n\ .t_f\ .\varepsilon_{fd}}{D} = 7.78\ \frac{kg}{cm^2} \qquad (\varepsilon_{fd} = 0.004)$$

$$f'_{cc} = f'_c + \ \varphi\ 3.3\ k_a\ f_l = 249.62\ \frac{kg}{cm^2} \qquad (\varphi = 0.95)$$

$$\varepsilon_{ccu} = \ \varepsilon_0.\left(1.5 + 12.\,k_b.\frac{f_l}{f'c}.\,(\rho_\varepsilon)^{0.45}\right) = 0.0048$$

Por lo tanto, con una capa de FRP SikaWrap 600C, la resistencia a compresión de la columna B5 pasa de $f'_c = 221.90\ \frac{kg}{cm^2}$ **a** $f'_{cc} = 249.62\ \frac{kg}{cm^2}$ **que equivale aproximadamente al 10%.**

Ahora bien, en la columna B6 se estima que la resistencia del hormigón es el 70% de la resistencia de la columna B5 que es $f'_c = 155.33\ \frac{kg}{cm^2}$. Con la capa de

FRP la resistencia pasa a $f'_c = 183.05 \frac{kg}{cm^2}$. El incremento es ligeramente menor al 20% pero es baja la resistencia.

10. REPARACIÓN EN EXTREMO SUPERIOR CON FRP

Las columnas del edificio de Parqueadero de la ULEAM son de 40/60 cm y de 40/65 cm; en cambio las vigas son de 40/80 cm, de tal manera que **las vigas son más fuertes que las columnas,** contrario a la filosofía de diseño. Por este motivo es que no existen fisuras en vigas.

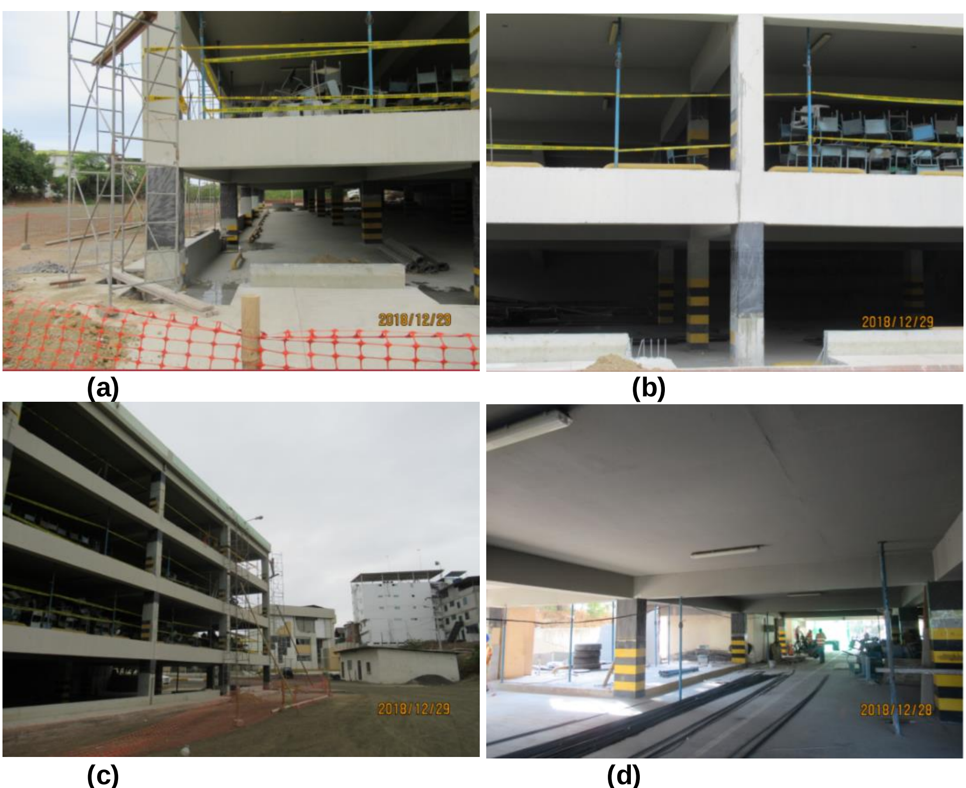


Figura 18 Reforzamiento de columnas con FRP; a) Columnas del Eje A; b) Columna A2, en el piso 2 se aprecia una mancha y es el epóxido que salió por ese lado cuando inyectaban en sentido ortogonal; c) Preparación de superficie para colocar FRP en columnas de pisos superiores del eje A; d) FRP en columnas interiores de planta baja

En la columna B6, en la planta baja, se había indicado que la resina epóxica atravesó la columna, igual cosa pasó en la columna G5 de planta baja. Pero en la columna A2, tanto en el primer piso alto se inyectó resina por el lado de 65 cm, y este material salió por el lado de 40 cm; en la figura 18 b, se observa en el segundo piso la mancha del material epóxido.

No se está confinando en toda su longitud sino en la parte superior de las columnas ya que en ese sitio tuvieron daño a nivel de fisuras (figuras 18 a y c), en

el extremo inferior no se tiene daño. En la figura 18 d, se muestra la colocación de FRP en la parte superior de las columnas.

La resistencia promedio de 15 muestras correspondiente a 10 columnas del Bloque Estructural del Parqueadero, que fueron ensayadas a la compresión, reporta un valor medio de 301.40 $\frac{kg}{cm^2}$ (Del Castillo, 2018)

Evidentemente que no se obtuvo núcleos en las columnas con daño del eje D, pero en esas se hizo esclerometría y la resistencia se encontraba entre 100 y 150 $\frac{kg}{cm^2}$. Por esta razón es que la resistencia de diseño se consideró en 240 $\frac{kg}{cm^2}$ para todas las columnas a excepción de las del eje D, en que se trabajó con un valor medio de 150 $\frac{kg}{cm^2}$. Se destaca una vez más que estas últimas columnas van encamisadas con acero A36 de 1.50 cm de espesor, tema que se aborda en el siguiente apartado.

Por cierto, los resultados de la resistencia del hormigón (mediante extracción de núcleos) en las columnas donde ingresó mayor cantidad de resina epóxica se indica en la tabla 1.

Tabla 1 Resistencia del hormigón en columnas B6, G5 y A2 en las cuales ingresó una gran cantidad de resina epóxica en P.B y primer piso respectivamente. Fuente: Del Castillo (2018)

Piso	**Columna**	**Cara de 40 cm** $f'_c\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	**Cara de 65 cm** $f'_c\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$
Planta Baja	B6	**150**	230
	G5	305	**180**
Primer Piso	A2	**195**	270

11. MAYOR SEGURIDAD ESTRUCTURAL

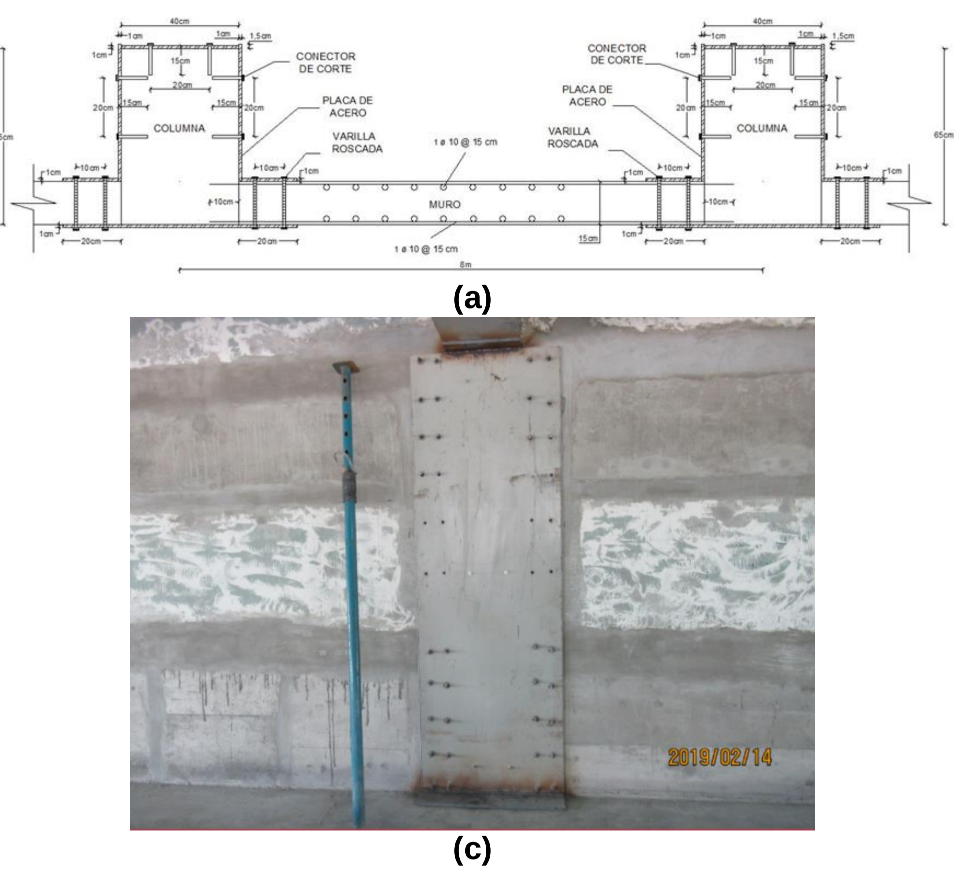
Las columnas del eje D, en el tramo en que se crea el muro de hormigón armado (desde eje 2 a 5) van a ser encamisadas con acero A36 de 1.50 cm, de espesor. En la figura 12 se presentó el encamisado de las columnas D2 y D5. Las columnas centrales D3 y D4, se encamisan en la forma mostrada en la figura 19 a. Para darle mayor seguridad estructural las columnas centrales tienen dos placas adicionales que van en el muro las mismas que están sujetas mediante pernos que se observan en la figura 19 b. **Algo similar se realizó en las columnas exteriores D2 y D5.**

En el proceso constructivo se decidió primero crear los muros, para lo cual se dejó un metro de separación entre el borde del muro y las columnas. En la figura 20 a, que corresponde al que se halla al lado de la columna D2, se ve que está fundido el muro en la parte inferior y la separación que existe con las columnas; lo propio se tiene en el muro superior de la figura 20 b, los dos muros se hallan en el mismo nivel que es el segundo. Consecuencia de esto son los pocos puntales colocados de diámetro pequeño, lo que facilitó su construcción.

Una vez que se han fundido los muros en la parte central, se dejó pasar una semana para que adquieran la resistencia necesaria y sirvan de sostén a la estructura para pasar a reforzar las columnas exteriores y centrales.

Antes de un reforzamiento se debe analizar la forma como se va a construir, pensando en que si se coloca demasiados puntales para sostener la edificación, se va a dificultar la colocación del hormigón. Si se colocan pocos puntales de acero se debe pensar en perfiles de acero tipo HEA de gran dimensión.

Paralelamente a este trabajo en el eje D, se trabajó en las inyecciones de las restantes columnas, en los derrocamientos de antepechos de todos los pisos, en la colocación de fibras de carbono en las columnas que fueron inyectadas (no todas fueron inyectadas) Los pisos 1 y 2 fueron los más afectados.



(c)

Figura 19 Encamisado con acero A36 de 1 cm, de espesor en columnas de muro de eje D; a) Columna interiores; b) Mayor seguridad con una placa adicional que va en el muro, el mismo que está sujetado con pernos que pasan de lado a lado (son los pernos que aparecen al lado de columna)



(a) (b)

Figura 20 Proceso constructivo de muros; a) Muro adjunto a columna con mayor daño de estructura de parqueadero D2; b) Muro en la parte simétrica D5. En los dos casos la fundición del muro se hará en dos etapas, la primera hasta una distancia de 1 m, menos de los muros y la segunda se fundirá en este metro.

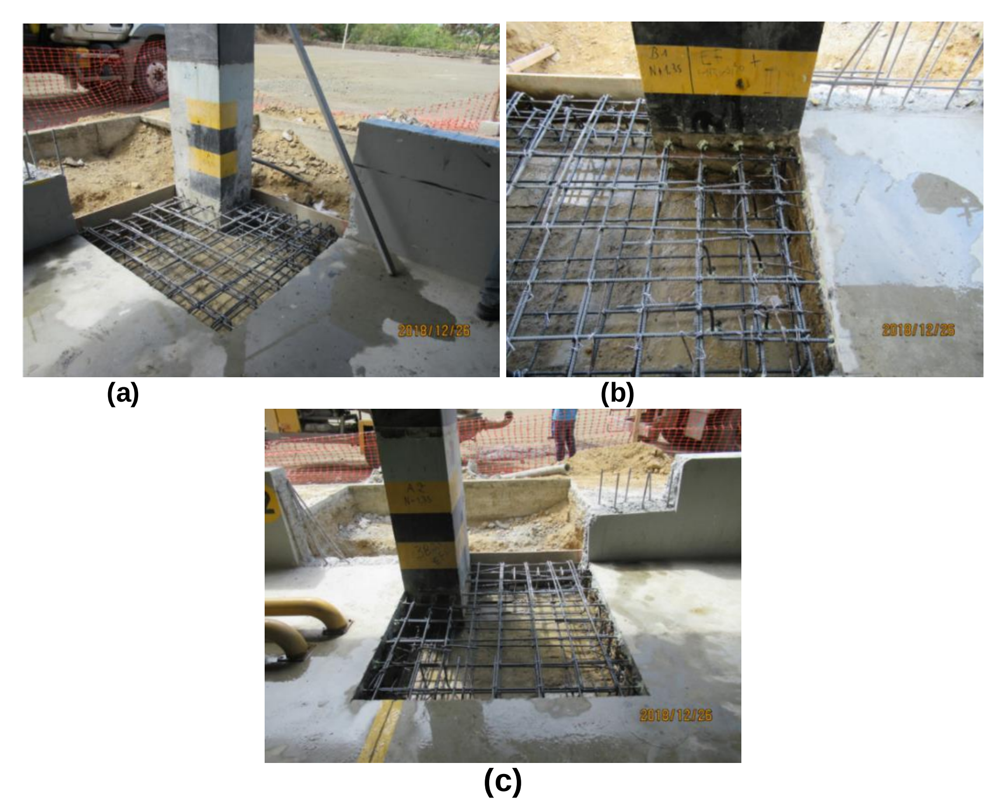
12. REFORZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

En la planta baja se van a colocar diagonales de acero cuadradas de 250 mm de lado y 18 mm de espesor, estas diagonales van a transmitir cargas a la cimentación por lo que se crearon plintos de 140/160/30 cm, en el interior de la estructura, en las 4 esquinas del edificio a las que llegan las diagonales de acero.

En cada esquina se tienen tres plintos; así por ejemplo en la esquina A1, se tiene plinto en A2 y B1; estos son los que constan en la figura 21. Los plintos tienen doble malla de $\emptyset\ 12\ mm\ @\ 20\ cm$, tanto en la parte inferior como superior pero a más de ello tiene conectores de corte sobre las vigas de cimentación estos tienen una forma ce “L”; hay conectores en las columnas de 50 cm, de longitud de esta cantidad 10 cm, están inmersos en la columna; también hay conectores con la losa de contrapeso.

Pensar en colocar diagonales en todos los pisos, es rigidizar demasiado a la estructura y conllevaría sin lugar a dudas a incrementar las secciones de las columnas a las que llega las diagonales y también a reforzar el nudo. Por esto solo se prefirió colocar diagonales en la planta baja; la geometría de los vanos con las diagonales para los dos sentidos, se muestran en la figura 22.

En el proyecto arquitectónico no se va a ver estas diagonales ni las otras de los pisos superiores (que son circulares), ya que se colocará paneles tipo steel frame a los dos lados. Nótese que el reforzamiento en simétrico en las cuatro esquinas, de tal manera que para iluminación se tiene desde el eje B al F en un sentido y desde el 2 al 5 en el otro sentido.



(a) (b)

(c)

Figura 21 Vista del armado de la cuarta parte de los plintos a donde llegan las diagonales de acero que no tienen disipadores de energía; a) Plinto A1; b) Plinto B1; c) Plinto A2

13. NECESIDAD DE ENSAYAR DISIPADORES TADAS

Para cada proyecto en que se utilicen disipadores de energía, es importante encontrar las relaciones fuerza deformación del disipador como tal y del material, en este caso se está trabajando con un acero A36.

Los disipadores TADAS (figura 23) han sido comprados a la empresa Sistema de Protección Dinámica SPD, de Santiago de Chile. En este apartado se presentan los resultados del ensayo de tres probetas de acero, para determinar el límite de fluencia y en el siguiente la curva constitutiva del disipador. Los resultados del ensayo del se muestran en la tabla 2 y las constitutivas en la figura 24.

Tabla 2 Resultados del ensayo a tracción. Fuente: Azzad (2018)

Probetas	Ancho (mm)	Espesor (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Alargamiento Lo=50mm (%)
P1	12.59	19.15	328	498	42
P2	12.55	19.20	332	494	46
P3	12.54	19.28	314	496	43

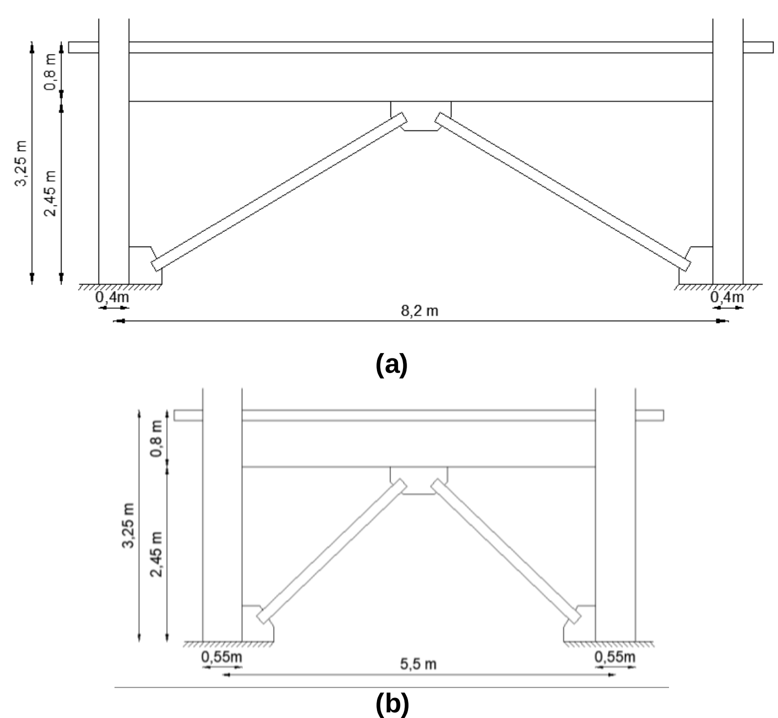


Figura 22 Diagonales de acero de 250/250/18 mm en la planta baja; a) Diagonales en pórticos A y G; b) Diagonales en pórticos 1 y 5. En la figura no aparece el perfil en forma de "C" que va en la parte inferior de la viga de hormigón en la que se suelda la placa Gusset superior.



Figura 23 Disipador de energía TADAS de 6 placas a ser utilizado en el reforzamiento del Parqueadero.

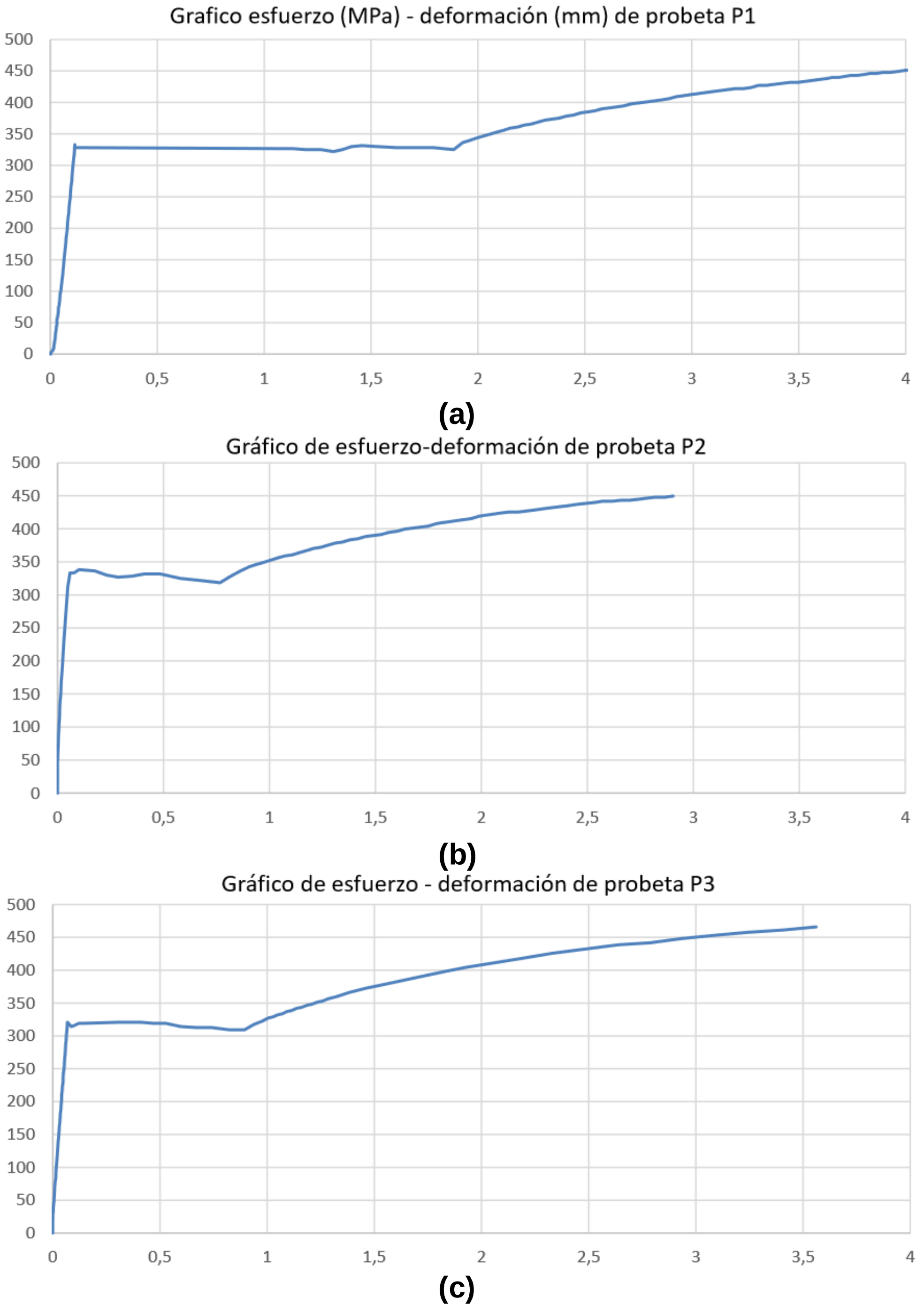


Figura 24 Constitutivas del acero A36 empleado para los disipadores TADAS. Fuente: Azaad (2018)

El valor promedio del límite de fluencia del acero A36, con el cual se construyeron los disipadores de energía TADAS es $f_y = 3246.6\ \frac{kg}{cm^2}$.

14. CONSTITUTIVA DEL TADAS

Un disipador similar al de la figura 23, fue ensayado en el laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica de Santiago de Chile. Se sometió a 13 ciclos de carga, los tres primeros tuvieron una amplitud de 10, 20 y 30 mm. Posteriormente se realizaron 10 ciclos de 40 mm, de amplitud los mismos que se indican en la tabla 3.

Tabla 3 Ciclos de carga y resultados del ensayo. Fuente Dictuc (2019)

Amplitud δ_o (mm)	# Ciclo	$N_{40}^{(eq)}$	$F_{max}^{(+)}$ (tonf)	$F_{max}^{(-)}$ (tonf)	K_{eff} (tonf/mm)	E_d (KJ)	ζ_{eff} (%)
10	1	0.1	23.59	24.55	2.39	2.68	17.97
20	1	0.3	25.89	27.46	1.33	10.31	31.35
30	1	1.0	29.09	31.14	1.00	19.90	35.71
40	1	2.0	32.74	34.16	0.83	30.50	36.93
	2	3.0	33.26	34.32	0.84	30.34	36.44
	3	4.0	33.52	34.26	0.85	30.01	35.90
	4	5.0	33.46	33.86	0.84	29.51	35.59
	5	6.0	33.20	33.82	0.84	29.09	35.26
	6	7.0	33.00	33.46	0.83	28.53	34.87
	7	8.0	32.83	33.07	0.82	28.07	34.55
	8	9.0	32.60	32.81	0.82	27.33	33.93
	9	10.0	31.80	32.15	0.80	25.87	32.86
	10	11.0	30.82	28.29	0.74	23.34	32.03
Media			**32.72**	**33.02**	**0.82**	**28.26**	**34.84**
Coeficiente de variación (%)			**2.55**	**5.45**	**3.95**	**7.96**	**4.44**

Donde: $N_{40}^{(eq)}$ es el número de ciclos equivalentes de 40 mm, de amplitud constante; $F_{max}^{(+)}$ es la magnitud de la fuerza medida al desplazamiento máximo positivo del ciclo de amplitud δ_0; $F_{max}^{(-)}$ es la magnitud de la fuerza medida al desplazamiento máximo negativo del ciclo de amplitud δ_0; K_{eff} es la rigidez efectiva; E_d es la energía disipada en un ciclo completo de amplitud δ_0; ξ_{eff} es el factor de amortiguamiento efectivo correspondiente a un ciclo completo de amplitud δ_0

$$K_{eff} = \frac{F_{max}^{(+)} + F_{max}^{(-)}}{2\ \delta_0} \tag{13}$$

$$\xi_{eff} = \frac{E_D}{4\ \pi\ E_s} = \frac{E_D}{2\ \pi\ K_{eff}\ \delta_0^2} \tag{14}$$

En la figura 25 se presentan los ciclos de carga 2 y 3, de amplitud 40 mm. Nótese la deformación de la placa de flexión (que está empotrada en su base), en la parte superior el cilindro que se inserta en la placa de corte se desplaza verticalmente. La disipación de energía se da por la deformación a flexión de las placas.

Luego del primer ciclo de carga de amplitud 10 mm, las placas del TADAS ingresaron al rango no lineal (evidenciado por un poco de material como polvo en la

base de la placa de flexión) En la figura 25 ya se ha llegado a una amplitud de 40 mm, y prácticamente no se ve nada en la base de la placa de flexión pero si existe un polvo muy fino. Nótese que las placas están trabajando a flexión.

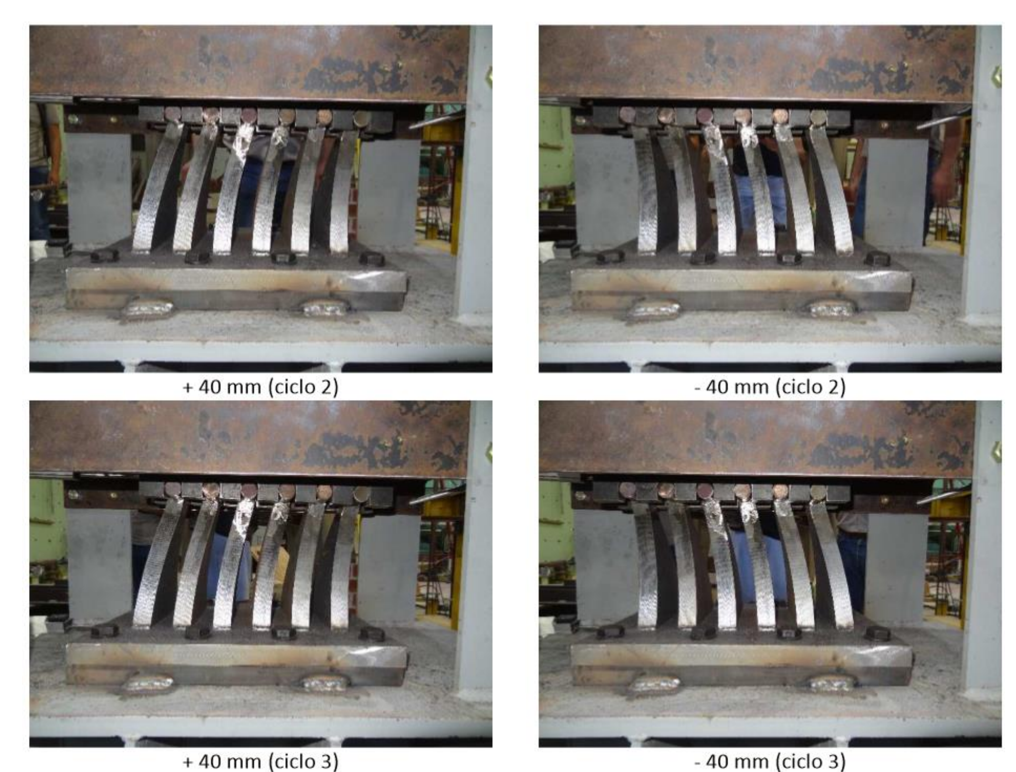


Figura 25 Ciclos 2 y 3 de amplitud 40 mm. Fuente: Dictuc (2019)

Después de los 10 ciclos de carga de 40 mm, indicados en la tabla 3, se dio un ciclo adicional de 50 mm (que no estaba previsto) para ver si se producía daño en el disipador. Este ciclo no generó daño pero si hubo una pérdida de resistencia razón por la cual no se incluyó en la curva constitutiva que se indica en la figura 26 a. DIRUC (2019).

Por cierto, en la figura 26 se presentan las curvas constitutivas encontradas experimentalmente con dos disipadores TADAS, de las mismas dimensiones, de 6 placas (Ver figura 23) del mismo material pero que presentaron formas diferentes, debido al torque aplicado en los pernos.

En el disipador, cuya constitutiva se muestra en la figura 26 a, los pernos fueron muy bien apretados a diferencia de lo que sucedió en el disipador mostrado en la figura 16 b.

Para el primer caso se tiene cierta discontinuidad de la curva tanto en la descarga como en la carga en un punto ligeramente inferior y superior a la aplicación de la carga (Punto con fuerza diferente de cero). En el segundo caso en cambio la discontinuidad se presenta en el eje de las X (Fuerza aplicada igual a cero) la discontinuidad es menor a 1 mm.

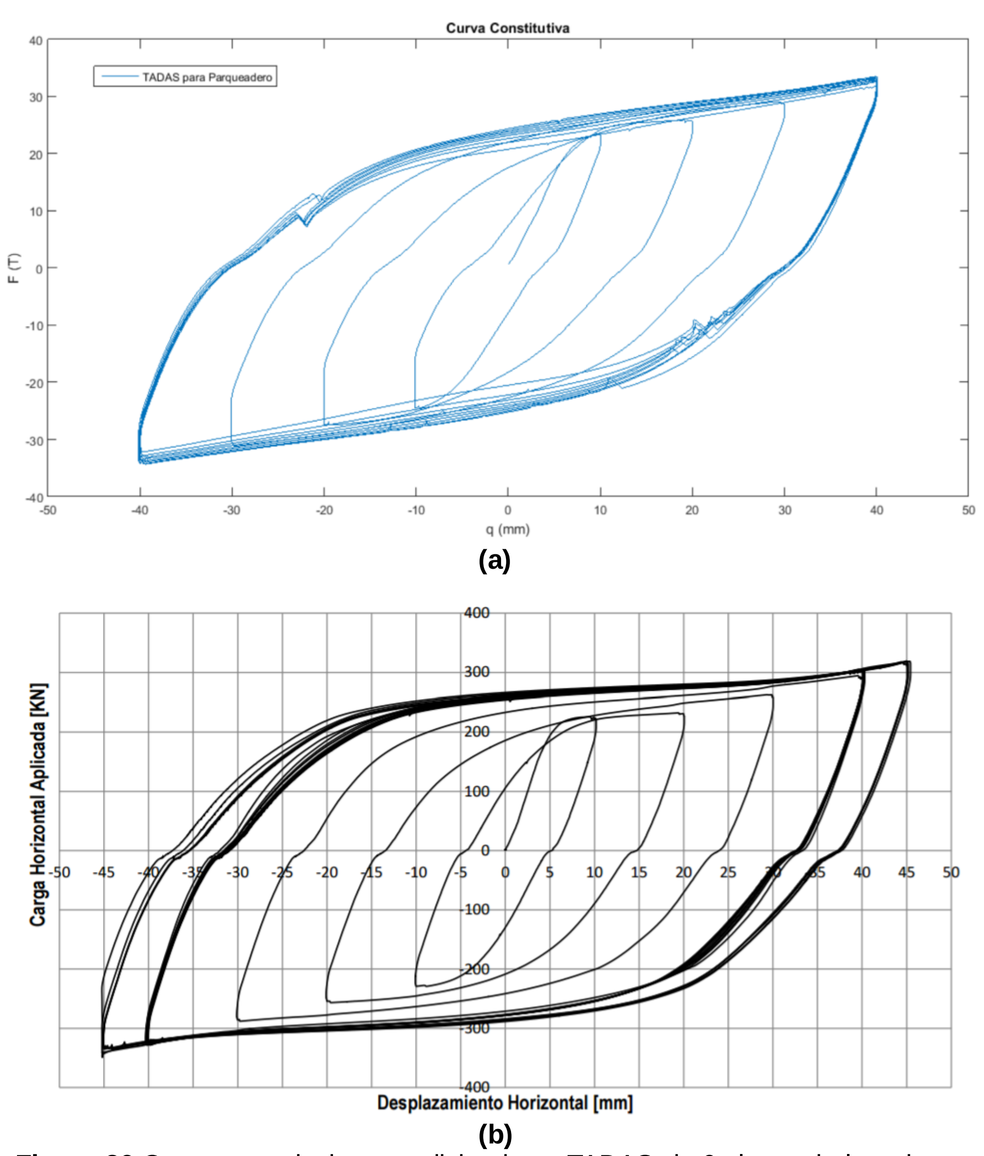


Figura 26 Curvas constitutivas en disipadores TADAS de 6 placas de las mismas dimensiones; a) Constitutiva obtenida en el disipador para reforzamiento de Parqueadero de ULEAM; b) Constitutiva encontrada en disipador para reforzamiento de Molinos Superior. Fuentes: DICTUC, 2019; DICTUC 2017.

En los dos casos (aplicación de diferente torque en los pernos) se tuvo discontinuidad de la curva constitutiva.

En el caso de la constitutiva de la figura 26 b, se llevó el ensayo hasta 45 mm, lo que no se hizo en el caso de la figura 26 a.

Los disipadores de energía TADAS, normalmente están diseñados para un desplazamiento lateral que se halla entre el 15 y 20% de la altura total del disipador. Con los dos disipadores se dio desplazamientos mayores al de diseño (50 mm, en

el disipador del Parqueadero y 45 mm en el disipador de Molinos Superior) más con el propósito de ver si estos se dañan, lo que no ocurrió. DITUC (2017)

De tal manera que estos disipadores prácticamente no se van a dañar durante la vida útil de la estructura. Sin embargo de ello, en caso de que eso suceda se pueden cambiar pero esto no va a suceder.

15. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En el Ecuador y en varios países que tienen una alta sismicidad existen Parqueaderos como el presentado en este artículo, cuyo principal problema fue tener la falla denominada **columna corta**. Se ha detallado el grado de daño que tuvieron las columnas y la forma como ha sido reparada y reforzada. Se espera que esta experiencia sirva para nuevos proyectos de parqueadero o para reforzar existentes.

Otra experiencia, fue que aparentemente las columnas solo tuvieron fisuras pero al momento de repararles ingresó una gran cantidad de resina epóxica lo que significa que internamente se encontraban bastante fisuradas. Nuevamente se espera que en otros edificios afectados por terremotos no se minimice las fisuras que estos presentan pensando que solo son a nivel de recubrimiento y se llame a un especialista para que haga un estudio detenido, caso contrario se dará lo que se denomina **daño acumulado.**

Se espera que las experiencias mostradas en este artículo, en el inició de los trabajos de reforzamiento del Ex Parqueadero de la ULEAM, sirva para otros proyectos de reforzamiento sísmico de estructuras.

REFERENCIAS

1. ACI 318S-14 (2014), *Requisitos de reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. Preparado por el Comité ACI 318. American Concrete Instituto, 587 p.
2. ACI 440.2R-08, *Guide for the design and construction of externally bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures,* Reported by ACI Committee 440, 80 pp.
3. Aguiar R., (2018) *Vulnerabilidad Sísmica de Ambato,* **Vol. 4.** Risk & Safety. Consultoría para el Municipio de Ambato, 122 pp. Ambato.
4. Aguiar R. Zambrano V., (2018), "Relation H/T in structures of Bahía de Caraquez and the 2016 earthquake" *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras,* **23, 2,** 227-241.
5. Azaad R., (2018), *Ensayo de tracción a 3 probetas metálicas,* Idiem Investigación Desarrollo e Innovación de Estructuras y Materiales, 3 pp.
6. Bonifaz H., (2017) *Velocidad de la onda de corte de varios sitios de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, ULEAM.* 17 pp. Quito.
7. Caiza P. Cevallos D., (2015), "Diseño de columnas de hormigón armado en zonas Sísmicas", *Revista Ciencia* **17, 2,** 241-261,

8. Del Castillo D., (2018), *Reforzamiento estructural, presupuesto y bases técnicas del Edificio de Parqueadero de la ULEAM,* Tesis para obtener título de Ingeniero Civil. Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, 160 pp. Manta.
9. DICTUC (2019), *Ensayo cíclico disipador de energía metálico tipo TADAS en acero al carbono,* Informe 1516348, 17 p., Santiago de Chile.
10. DICTUC (2017), *Ensayo cíclico disipador de energía TADAS.* Informe 1398367, 15 p. Santiago de Chile.
11. GNDT (1986), *Instruzioni per la compilazione della Scheda di Relivamento Esposiziobe e Vulnerabilita Sismica Degli Edifici,* Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Regione Emilia Romana.